

海堤软土地基加固处理的有限元分析

周慈光 ,周银春

(浙江省围海建设股份有限公司 浙江 宁波 315040)

摘要 运用弹-黏塑性比奥固结理论 ,针对某海堤加高加固工程的实际情况 ,建立了弹-黏塑性比奥固结有限元模型 ,编制了相应的有限元计算程序。对采取加固措施前后的海堤进行了计算 ,根据计算结果 ,对石渣土铺填挤淤和深层搅拌法结合土工格栅这两种加固工程措施的效果进行了评价。

关键词 海堤 ;软基 ;弹-黏塑性 ;固结沉降 ;有限元分析

中图分类号 :TU473 文献标识码 :A 文章编号 :1006-7647(2006)S1-0064-04

软基海堤工程的地质条件一般比较差、承载力低 ,其地基常为呈软塑性状态的淤泥 ,极易产生不均匀沉降、堤身塌陷、堤面高低不平、防浪墙开裂、水闸倾斜等现象 ,因此在修建海堤时需要对海堤基础进行加固处理。本文针对某海堤加高加固工程中采用的深层搅拌法结合土工格栅和石渣土铺填挤淤的工程措施进行有限元计算分析 ,并对两种加固措施的效果进行评价。

某海堤位于一海口附近 ,处于滩涂地带 ,地基为呈软塑性状态的淤泥和砂质淤泥层 ,需要对海堤进行加固整治工作。针对软土地基的特点 ,在加固整治过程中采用石渣土铺填挤淤、深层搅拌法结合土工格栅这两种工程措施对海堤进行加固。为了对这两种工程措施的效果进行评价 ,以及对运行期海堤的应力应变、固结沉降变形及流变变形进行预测 ,笔者根据工程实际要求对该工程中的两个典型断面进行了平面应变的有限元分析。

1 弹-黏塑性比奥固结有限元模型

1.1 弹-黏塑性比奥固结模型

目前描述土体流变性的模型有很多。在计算程序中采用 Bingham 模型来描述土体的黏塑性应变 ϵ_{vp} ,整个弹-黏塑性模型的应变 ϵ_{evp} 由弹性应变 ϵ_e 和黏塑性应变 ϵ_{vp} 两部分组成。具体的流变模型如图 1 所示。

本次计算土体材料采用 Mohr-Coulumb 屈服准则 ,根据文献 [1] 推导的土体弹-黏塑性本构模型可表示为

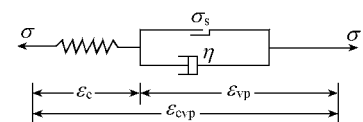


图 1 弹-黏塑性流变模型

$$d\epsilon_{evp} = D^{-1}d\sigma + \frac{dt}{\eta} \frac{F}{F_0} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \quad (1)$$

由虚位移原理、有效应力原理、几何物理方程和达西定律 ,可推导出比奥固结理论的有限元平衡方程和连续性方程^[2]。耦合比奥固结方程和式 (1) 所示的本构方程可建立弹-黏塑性固结的有限元模型为

$$\begin{bmatrix} K_e & K_c \\ K_c & -\theta \Delta t K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta R_F \\ \Delta Q \end{Bmatrix} \quad (2)$$

1.2 接触面本构模型

对接触面的本构关系 ,根据试验结果提出的有关模式主要有双曲线模式、弹塑性模式和修正的 R-O 模式三类^[3]。由于弹塑性模式物理意义明确 ,应用简便 ,在接触面单元厚度不大的情况下与实测数据吻合较好 ,因而得到了广泛的应用。因此本文在进行模拟计算的过程中 ,接触面的本构关系采用弹塑性模式。这里不考虑切向和法向的耦合作用 ,接触面本构关系的方程如下 :

$$\sigma = \lambda \Delta \delta \quad (3)$$

其中

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad \lambda = \begin{Bmatrix} \lambda_s & 0 \\ 0 & \lambda_n \end{Bmatrix} \quad \Delta \delta = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}$$

式中 : τ_s σ_n 分别为接触面上的剪应力和法向应力 ; λ_s , λ_n 分别为接触面的切向和法向刚度系数 ; Δu Δv 分别为两片接触面间产生的相对切向位移和法向位移。

作者简介 :周慈光(1979—) ,男 ,浙江宁波人 ,助理工程师 ,从事水利工程建设工作。E-mail :zhouciguang@sohu.com

2 计算及成果分析

本文选取两个典型断面进行有限元计算分析：一个断面为新建海堤断面,采用石渣土铺填挤淤的工程措施进行加固;另一断面为加高加固断面,采用深层搅拌法结合土工格栅的工程措施进行加固。

2.1 新建断面有限元分析

新建断面的计算断面如图 2 所示。有限元模型如图 3 所示,面板和碎石层之间设置了 27 个 6 结点等厚度接触面单元,堤身及地基则采用了 483 个 8 结点四边形单元。计算参数如表 1 所示。

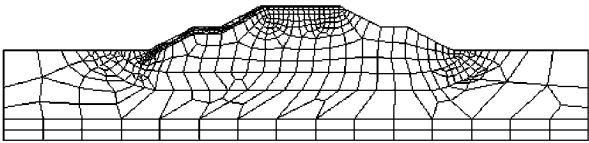


图 3 新建断面有限元模型

计算工况为:堤基采用与不采用石渣土铺填挤淤措施两种情况下,海堤建成后在重力作用下的固结变形。计算时取海堤建成 1 年时海堤内的应力及孔压作为海堤的初始应力和初始孔压。

采取石渣土铺填挤淤和不采取石渣土铺填挤淤两种情况下 20 年后合成的位移等值线分别如图 4(a)及(b)所示。当堤基不采取石渣土铺填挤淤时,堤顶的最大水平向位移为 115.60 mm,最大竖直向位移为 -422.30 mm(位移以沿着坐标轴正向为正,沿着坐标轴负向为负,下同);当堤基采取石渣土铺填挤淤时,堤顶的最大水平向位移为 150.50 mm,最大竖直向位移为 -403.60 mm。说明采取了石渣土铺

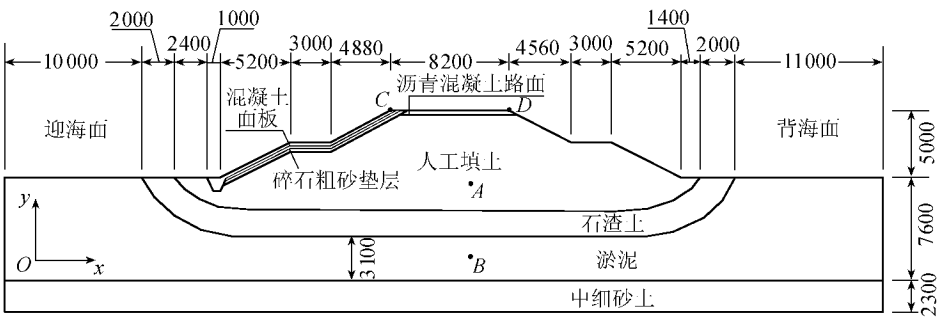
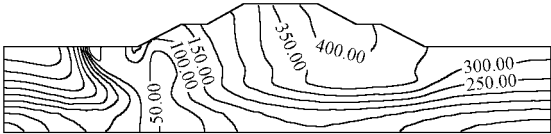


图 2 新建断面段典型断面(单位 mm)

表 1 新建断面有限元计算参数

材料名称	$k/(m \cdot d^{-1})$	E/MPa	ν	c/kPa	$\varphi/^\circ$	$\eta/(Pa \cdot d)$	$\rho/(kg \cdot m^{-3})$
垫层碎石粗砂	9.00×10^{-2}	64.00	0.33	37.00	21.00	1.57×10^6	2200
路面沥青混凝土	2.00×10^{-8}	850.00	0.28	900.00	38.00	1	2000
人工填土	8.64×10^{-4}	4.26	0.35	16.00	24.00	1.57×10^6	2040
石渣土	8.64×10^{-2}	60.00	0.33	38.00	22.00	1.57×10^6	2100
淤 泥	1.31×10^{-2}	0.41	0.47	13.00	4.00	1.57×10^6	1620
中细砂土	7.20×10^{-2}	2.82	0.32	9.00	29.00	1.57×10^6	2100
混凝土面板	1.00×10^{-8}	21000.00	0.17	1500.00	4500	1	2350



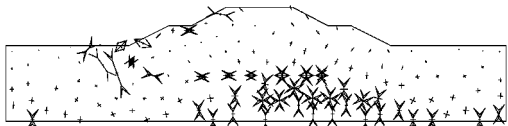
(a) 采取石渣土铺填



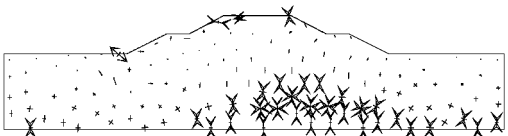
(b) 不采取石渣土铺填

图 4 堤基铺填挤淤 20 年后合成位移等值线(单位 mm)
填挤淤后,海堤在 20 年内的总沉降量减少了 18.7 mm,有较明显的加固效果。

采取石渣土铺填挤淤和不采取石渣土铺填挤淤两种情况下 20 年后海堤的应力矢量图如图 5 所示。



(a) 采取石渣土铺填挤淤



(b) 不采取石渣土铺填挤淤

图 5 堤基铺填挤淤 20 年后海堤应力矢量图

采取石渣土铺填挤淤和不采取石渣土铺填挤淤两种情况下土堤内 A 点孔隙水压力-时间曲线如图 6 所示。采取石渣土铺填挤淤和不采取石渣土铺填挤淤两种情况下土堤顶 C 点的沉降-时间曲线如

图 7 所示。

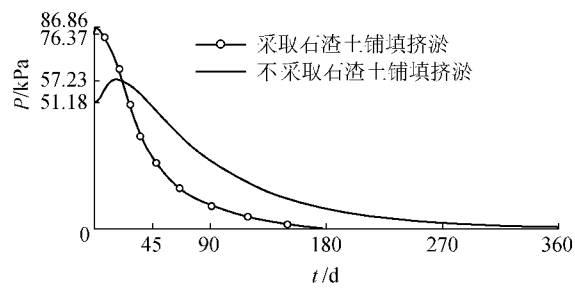


图 6 A 点孔隙水压力-时间曲线

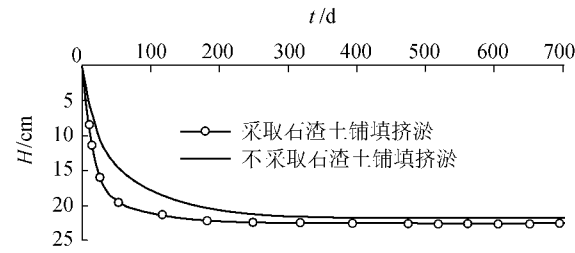


图 7 C 点沉降-时间曲线

根据计算结果可知采取石渣土铺填挤淤措施时,堤顶 C 点的沉降变形过程线大约到 100 d 时就开始变得平缓而接近水平,说明已完成了大部分变形,而不采取措施时,沉降过程线在 200 d 左右才变平缓,说明不采取措施要完成同样的变形所需时间要长得得多。因此,石渣土铺填挤淤的方法可以大大加快海堤的固结沉降速度,使海堤的主要沉降和海堤内的孔隙水压力消散在海堤建成半年后即可完成,而在不采取石渣土铺填挤淤的情况下要使海堤达到同样的效果则需要 1 年左右的时间。这说明海堤在兴建时采取石渣土铺填挤淤的软土地基处理措

施是得当的,工程效果较好。

2.2 加高加固断面的有限元分析

加高加固断面的计算断面如图 8 所示。地基处理时采用了深层搅拌法结合土工格栅这种方案。搅拌桩仅布置在堤顶及其下地基范围内,具体布置为:垂直堤轴线方向每隔 1.0 m 设 1 根桩,共设 6 排;沿堤轴线方向每隔 1.5 m 设 1 排,呈方形布置;设计桩长 15.0 m,平均桩底高程为 -12.0 m,桩顶高程为原海堤堤顶高程。深层搅拌桩采用标号大于或等于 425 号的矿渣或普通硅酸盐水泥喷浆搅拌,桩径 $\varnothing 550$ 。有限元模型如图 9 所示。断面材料参数如表 2 所示。计算工况为加固处理和不进行加固处理两种情况下海堤加固完成后在重力作用下的固结沉降。

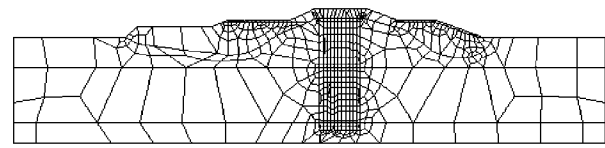


图 9 沙井段典型断面有限元模型

本次计算取原海堤建成运行 10 年后海堤内的应力及孔压作为海堤的初始应力和初始孔压,所施加的外荷载是加高部分土堤的自重。为了评估搅拌桩的加固效果,计算分别考虑了海堤内设搅拌桩和不设搅拌桩两种情况下海堤的固结变形情况,计算时间取为 20 年。

海堤内采取设搅拌桩和不设搅拌桩两种情况下 20 年后海堤的合成位移等值线分别如图 10(a) 及 (b) 所示。

分析图 10 可知,有搅拌桩情况堤身下地基的水

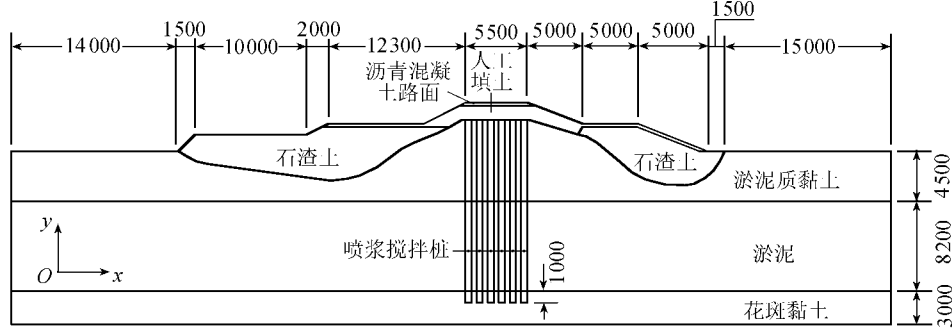


图 8 沙井段典型断面(单位: mm)

表 2 加高加固断面有限元计算参数

材料名称	$k/(m \cdot d^{-1})$	E/MPa	ν	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	$\eta/(Pa \cdot d)$	$\rho/(kg \cdot m^{-3})$
路面沥青混凝土	2.00×10^{-8}	850.00	0.28	900.00	38.00	1	2000
人工填土	8.64×10^{-4}	4.26	0.38	42.00	20.00	1.57×10^6	1720
石渣土	8.64×10^{-2}	60.00	0.33	38.00	22.00	1.57×10^6	2100
淤泥质黏土	0.52×10^{-4}	2.52	0.45	32.00	23.00	1.57×10^6	1570
淤 泥	1.31×10^{-2}	2.31	0.47	30.00	20.00	1.57×10^6	1570
花斑黏土	9.00×10^{-4}	2.82	0.48	41.00	25.00	1.57×10^6	1890
搅 拌 桩	1.00×10^{-4}	24.50	0.27	240.00	29.00	1	2000

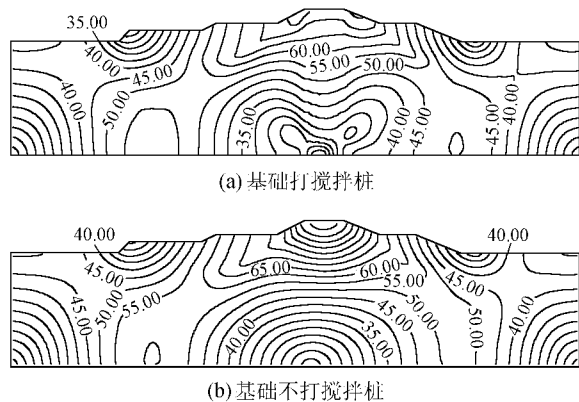


图 10 20 年后海堤合成位移等值线(单位: mm)
 平位移均匀且比无搅拌桩情况小,有桩的沉降变形也明显比无桩的要小,有桩时堤顶最大沉降约为 -76.03 mm,无桩时堤顶最大沉降约为 -102.6 mm。由于设置搅拌桩,堤顶的沉降减少了 26% 左右,可见搅拌桩对控制海堤沉降有明显的效果。

海堤内设有搅拌桩和未设搅拌桩两种情况下 20 年后海堤的应力矢量图分别如图 11(a)(b)所示。可见应力矢量图规律性较好。不设桩时,第一主应力的最大值约为 -0.25 MPa,第二主应力的最大值约为 -0.32 MPa,设桩时,第一主应力的最大值约为 -0.26 MPa,第二主应力的最大值约为 -0.36 MPa。不管是设桩还是不设桩堤身内均表现为压应力,其中桩内最大压应力约为 -0.37 MPa。

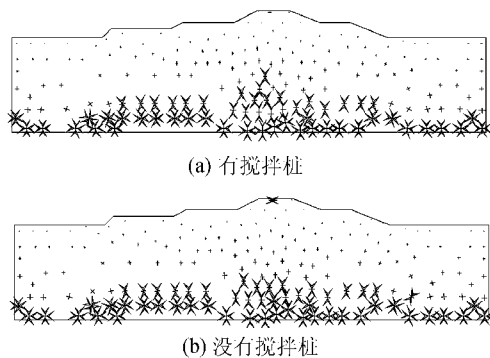


图 11 20 年后海堤应力矢量图

3 结 语

本文针对某海堤软土地基处理中的两种加固措施开展了全面深入的研究,对两个典型断面进行了有限元计算分析,由计算结果可知本文根据软土地基流变理论选取的相应力学模型是合理的,较好地反映了实际工程特点。对两个断面采用加固措施前后的情况进行了对比分析,认为两种加固措施是合理可行的,对该软土地基的加固效果是明显的。海堤经过加固处理后,其沉降变形及应力水平均在允许范围以内,整体上是稳定的。

参考文献:

- [1] FU Shao-jun. Intelligent recognition of parameters and constitutive models of soil[C]//3rd International Conference on Soft Soil Engineering, Hong Kong: soft Soil Engineering, 2001: 257-261.
- [2] 龚晓南. 土工计算机分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [3] 朱泓, 殷宗泽. 土与结构材料接触面性能研究综述[J]. 河海科技进展, 1994, 14(4): 1-8.
- [4] 周刚, 傅少君, 侯建国. 软黏土地基弹-黏塑性比奥固结理论的有限元分析[J]. 长江科学院院报, 2004(1): 18-21.

(收稿日期 2006-07-22 编辑 高建群)

· 简讯 ·

金沙江向家坝水电站

向家坝水电站是金沙江流域水利资源梯级开发的最后一级水电站。坝址位于四川省宜宾县和云南省水富县交界的金沙江峡谷出口处,左岸是四川省宜宾县,右岸为云南省水富县,上距溪洛渡水电站约 196 km(公路),下距四川省宜宾市 33 km(公路),与三峡水利枢纽的直线距离为 700 km。

向家坝水电站是一座以发电为主,兼顾防洪、拦沙、灌溉、航运等综合效益的巨型水电站。电站控制流域面积 45.88 万 km²,占金沙江流域的 97%,正常蓄水位 380 m,总库容 51.85 亿 m³,调节库容 9.05 亿 m³,电站安装 8 台单机容量为 75 万 kW 的水轮发电机组,装机总容量为 600 万 kW,多年平均发电量为 301.3 亿 kWh。枢纽工程由混凝土重力坝、右岸地下厂房及左岸坝后厂房、通航建筑物和两岸灌溉取水口组成。坝顶高程 383 m,坝顶长度 897 m,最大坝高 161 m,左岸布置一级垂直升船机,最大提升高度为 114 m,可以通过 2 × 500 t 一顶两驳船队,设计单向年过坝货运量 254 万 t。向家坝水电站施工总工期为 9 a,2005 年正式开工,将于 2008 年实现截流。工程开工建设后的第 7 年,首批机组将投产发电。

溪洛渡、向家坝两座水电站是与三峡工程规模相当的巨型水电工程。两座水电站装机总容量为 1860 万 kW,多年平均发电量为 873 亿 kWh,其电能主要输送华东、华中地区。

溪洛渡、向家坝水电站工程是长江防洪体系的重要组成部分,对长江上游川江河段具有较大的防洪作用。两座水电站的兴建,可使川江上的宜宾、泸州、重庆等城市防洪标准由目前的 5 至 20 年一遇,提高到 50 至 100 年一遇。

(编辑部供稿)